

# **Untersuchungen am Dom St. Marien zu Zwickau**

## **1. Zwischenbericht**

**April 1994**

**Bericht Nr. 8023/8424-2**

**BIBLIOTHEK**  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
der Technischen Universität Braunschweig  
P. O. Box 330000  
D-3000 Braunschweig 33

**Diese Arbeit wurde mit Mitteln des Bundesministers für Forschung und Technologie im Rahmen des Forschungsvorhabens BAU 7025 B "Tragstabilität" gefördert.**

---

1	Veranlassung .....	3
2	Unterlagen .....	3
3	Bauwerk .....	5
4	Konstruktive Schwächen .....	6
4.1	Baugrund .....	7
4.2	Gründungssituation .....	8
4.3	Aussteifung des aufgehenden Mauerwerks .....	9
4.4	Sanierungsgeschichte .....	9
4.5	Bewegungsgeschichte .....	14
4.5	Bewegungsursachen .....	17
5	Sondierungsziele .....	20
6	Messverfahren und Messergebnisse .....	21
6.1	Temperaturverlauf unterhalb und oberhalb der Gewölbe .....	22
6.2	Laserlot .....	24
6.2.1	Meßprinzip .....	24
6.2.2	Erste Meßergebnisse am Zwickauer Dom .....	26
6.3	Rißbreitenänderung oberhalb des südlichen Gurtbogens und am Strebpfeiler 5 .....	28
6.3.1	Rißbreitenänderung oberhalb der südlichen Gurtbogenüber- mauerung .....	28
6.3.2	Rißbreitenänderung am Strebpfeiler 5 .....	30
6.4	Spannkraftermittlung an den Zugstangen der nördlichen Arkadenwand .....	31
7	Einschätzung der Integrität .....	34
8	Arbeitsplan 1994 - 1995 .....	35

## 1 VERANLASSUNG

Die St. Marienkirche in Zwickau liegt im westlichen Teil der Stadt. Das Bauwerk zählt zu den großen spätgotischen Hallenkirchen in Sachsen. Änderungswünsche und Brände führten zu zahlreichen Umbauten und Erweiterungen der Kirche. Anfang des 16. Jahrh. erfolgten die letzten großen Umbaumaßnahmen.

Schlanke Innenstützen und massive Strebeböfeler stellen das Tragsystem dar. Ungleichmäßige Setzungen und Verschiebungen, infolge Gründungsmängel und Bergsenkungen, lassen sich über Jahrhunderte verfolgen.

Schon früh wurde mit Sicherungsarbeiten begonnen. Diese konzentrierten sich auf den Dachbereich des Chores. Die Bewegungen des Kirchenbauwerkes sind nicht abgeklungen.

Im Rahmen des FuE-Projekts "Tragstabilität" wurden durch die TU Dresden und die MPA-Braunschweig Untersuchungen zur Tragstabilität durchgeführt. Die Ermittlung der Bauwerksbewegungen stellen dabei den Schwerpunkt der Arbeit dar.

## 2 UNTERLAGEN

- [1] Projektskizze zum Pilotobjekt Marienkirche Zwickau, Südliches Seitenschiff, Fünfter Strebeböfeler, Landesamt für Denkmalpflege Sachsen, 12.1992
- [2] Gigla, B.; Der Dom St. Marien in Zwickau, Die statischen Sicherungsmaßnahmen im Langhaus und Chor, Diplomarbeit, TU Braunschweig, 1992
- [3] Dom St. Marien Zwickau, Aus der Reihe "Kleine Kunstführer" durch Kirchen, Schlösser und Sammlungen im mitteleuropäischen Kulturraum, 1991
- [4] Berndt, E.: Zwischenbericht zu den Beobachtungen, Analysen und statischen Nachweisen am Zwickauer Dom, Stand der Untersuchungen Juni 1992
- [5] Hallbauer + Dressel, Baugrundgutachten Zwickau 63/92
- [6] Hertel, K.: Bauwerkskontrollmessungen des Domes St. Marien in Zwickau, Vermessungs- und Ingenieurbüro, U. Haller & Partner, Zwickau, 04.1992

- 
- [7] Hertel, K.: Bauwerkskontrollmessungen des Domes St. Marien in Zwickau, Vermessungs- und Ingenieurbüro, U. Haller & Partner, Zwickau, 04.1993
  - [8] Pfefferkorn, St.: Dom St. Marien zu Zwickau, Bau- und Restaurierungsgeschichte, 1992
  - [9] Mothes, O.: Ergebnisbericht diverser baulicher Zustände etc. an der Marienkirche betreffend, Zwickau, 30.10.1899
  - [10] Mohrmann, H.: Gutachten betreffend den baulichen Zustand der Marienkirche zu Zwickau, (Abschrift), Hannover, 1900
  - [11] Hartung, H.: Abschrift des Gutachtens über die Marienkirche, Nikolai-see, 1916
  - [12] Gehler, W.: Zweites Gutachten über die Bauschäden an der Marienkirche in Zwickau, Dresden, 1933
  - [13] Müller, R.: Gutachten betr. Marienkirche Zwickau, Dresden, 1922
  - [14] Memminger: Gutachten über den derzeitigen baulichen Zustand der Kirche St. Marien in Zwickau, und Ratschläge zur Beseitigung der hervorgetretenen Mängel, Naumburg, 1900
  - [15] Kühn, M.: Bericht und Lösungsvorschlag zu den statisch-konstruktiven Problemen an dem "St. Marien" Zwickau, Mai 1993
  - [16] Niederschriften über die Beratungen der AG konstruktiv-statische Probleme am Dom "St. Marien" Zwickau am 8.10.1993
  - [17] Hansel, G.: Einwirkungen des Steinkohlenbergbaus auf die Oberfläche, Teil 1: Folgen der Bergtechnik, In: Bergbau und Denkmal, Verträgliches und Unverträgliches zwischen unten und oben, Herausgeber: SFB 315, "Erhalten historischer Bauwerke", Uni Karlsruhe, 1992, S.91-96
  - [18] Weber, U.: Einwirkungen des Steinkohlenbergbaus auf die Oberfläche, Teil 2: Sicherungsmöglichkeit am Objekt, In: Bergbau und Denkmal, Verträgliches und Unverträgliches zwischen unten und oben, Herausgeber: SFB 315, "Erhalten historischer Bauwerke", Uni Karlsruhe, 1992, S.91-96
  - [19] Müller, N., Glücker, R.: Gründungsschäden an historischen Bauwerken, Schadensursachen, Untersuchungsmethoden, Sanierung, Landesinstitut für Bauwesen und angewandte Bauschadensforschung, 1990
  - [20] Pieper, K.: Sicherung historischer Bauten, Verlag Ernst & Sohn Berlin, München, 1983
  - [21] Müller, W.: Grundlagen gotischer Bautechnik, Deutscher Kunstverlag, 1990
  - [22] Zilch, K.: Verfahren für die Berechnung der Interaktion von Baugrund und Bauwerk, Der Prüfenieur, September 1993



## DIN-Normen

DIN 4107, Richtlinien für die Beobachtung der Bewegung entstehender Bauten und fertiger Bauwerke, 02.1973

DIN 4107, Setzungsbeobachtungen an entstehenden und fertigen Bauwerken, 1974

## 3 BAUWERK

Die St. Marienkirche hat eine wechselvolle Baugeschichte. Der heutige Eindruck der Kirche im Inneren zeigt eine hohe lichtdurchlässige, dreischiffige Hallenkirche mit sechs Jochen. Die Tonnengewölbe im Mittel- und Seitenschiff sind als Netzgewölbe ausgebildet. Auf den schlanken achteckigen Innenpfeilern lagern die Gewölbe.



Abbildung 3.1: Innenraum des Domes [3]

Nach innen gezogene Außenwandpfeiler bilden unter den Emporen kleine Kapellen. Durch den Aufbau von zwei Nebentürmen konnten die Bewegungen des Turmes aufgehalten werden. Die Bewegung des Chores (Süd-Ostrichtung) gaben immer wieder Anlaß zu Sanierungsarbeiten. Verstärkungen des Dachtragwerkes und das Anbinden des Chores an den inzwischen standfesten Turm sollten die Bewegungen zum Stillstand bringen.

Das Außenmauerwerk aus Zwickauer Kohlesandstein ist im Quaderverband hergestellt. Dieser Naturstein gilt als wenig witterungsbeständig. Extreme Umweltbedingungen in der Region führten zu einem hohen Materialverlust an der Oberfläche des Sandsteines.

#### **4 KONSTRUKTIVE SCHWÄCHEN**

Der Dom erfuhr im 16. Jahrh. erhebliche Veränderungen des Bauwerks. Die Konstruktion einer Hallenkirche, wie z.B. die hohen Seitenschiffe wie auch die schlanken Innenstützen, neigen zu Stabilitätsproblemen des Gesamtbauwerkes.

Die Errichtung des Kirchenneubaues auf alten Fundamenten und alten Gräften führt zu unterschiedlichen Spannungsverteilungen unterhalb der Fundamente.

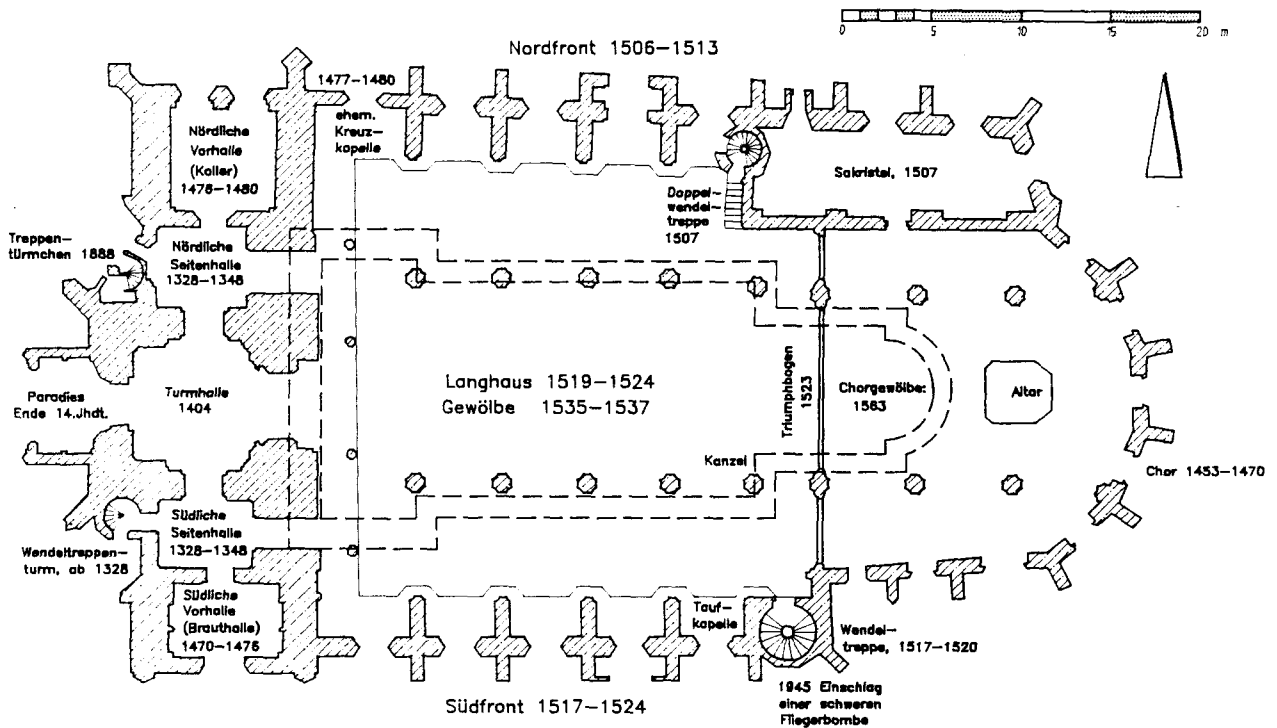


Abbildung 4.1: Grundriß (EG) des Domes mit Fundamenten des Vorgängerbaus

Das Schwertdach auf der Marienkirche neigt zu erheblichem Dachschrub, es können erhebliche Horizontalkräfte an der Mauerwerkskrone auftreten.

Die exzentrische Lage der Resultierenden führt zu Spannungsspitzen in der Gründungssohle und zu ungleichmäßigen Setzungen der Gründung.

Bergbautätigkeiten im Raum Zwickau führten ferner zu Verzerrungen im Untergrund.

#### 4.1 Baugrund

Nach Hallbauer und Dressel [5] sind die Baugrundverhältnisse im Bereich des Zwickauer Domes als einheitlich anzusehen. Es sind fünf Schichtungen vorgefunden worden:

1. Auffüllungen
2. Auelehmschicht

3. Flußschotter
4. Verwitterungslockergesteine
5. feste Ausgangsgesteine

Bei Spannungskonzentrationen erfolgt eine erhebliche Verformung des Auelehms. Die Schiefstellung des Turmes (nach 1328) in Nord-Westrichtung [1] wird auf diese Bodeneigenschaft zurückgeführt.

Der geologische Aufbau des Baugrundes zeigt in Ost-Westrichtung Verwerfungen des Gebirgskörpers. Die Ursache für die unterschiedliche Bewegung ist auf die Tektonik des Untergrundes zurückzuführen [16]. Der Bergbau im Raum Zwickau führte zu erheblichen Senkungen des Stadtkerns. Mehrere übereinander liegende Flötze, die aus unterschiedlichen Richtungen vorgetrieben wurden, hatten Bewegungen des Baugrundes zur Folge. Die mit dem Bergbau verbundenen Wasserhaushaltsmaßnahmen führten zu einer Grundwasserabsenkung. Im Jahre 1980 wurde der Abbau von Steinkohle eingestellt und der Grundwasserspiegel steigt nunmehr kontinuierlich wieder an.

#### 4.2 Gründungssituation

Der Zustand der von Hallbauer und Dressel [5] freigelegten Fundamente ist unterschiedlich. Die Fundamente bestehen aus Bruchsteinen (Planitzer Kohlesandstein). Der Fugenmörtel ist kaum noch vorhanden und im Fugenraum ist ein bindiges Material zu erkennen [16].

Im Bereich des südlichen Seitenschiffes sind Gräfte, Keller, Kanäle u.a. vorhanden. Die Einbindetiefen sind gegenüber den anderen Fundamenttiefen geringer, die z.T. auf alten Fundamenten gebauten Innenpfeiler und der östliche Teil des Turmes haben ebenfalls einen Einfluß auf das Bewegungsverhalten der Kirche.

Die unterschiedlichen Bewegungen im Dombereich führten zur Beschädigung von Abwasserkanälen. Auch nach Instandsetzung der Rohre konnte bis heute ein gezieltes Abführen des Regenwassers nicht gewährleistet werden.



### 4.3 Aussteifung des aufgehenden Mauerwerks

Bei der Aussteifung der St. Marienkirche ist zwischen der Längs- und Queraussteifung zu unterscheiden. In Kirchenlängsrichtung wird das Bauwerk durch den Turm, das Mauerwerk (Scheibenwirkung) und die über den Innenstützen angeordneten Arkadenwände ausgesteift. In Querrichtung kann die Kirche in drei Bereiche unterteilt werden: Der Turm ist in Querrichtung und Längsrichtung kaum gefährdet. Die Wind- und Horizontalkräfte im Langhaus werden über die Strebeböfeler abgetragen. Um die auftretenden Biegemomente aufnehmen zu können, ist ein vollständiger Verbund zwischen dem Außenmauerwerk und den Strebeböfeilern erforderlich. Durch die große Schlankheit der Innenstützen (Pendelstützen) wird die Aufnahme von horizontalen Kräften verhindert. Im Übergang zwischen Langhaus und Chor erfolgt die Queraussteifung durch den Triumphbogen. Der Chor wird durch die polygonale Außenwand ausgesteift.

### 4.4 Sanierungsgeschichte

Die Fertigstellung des Turmes 1671-77 [8] kann als Erbauungsabschluß des Domes angesehen werden.

Die nachfolgenden Arbeiten dienten zur Reparatur bzw. zur Sanierung der Kirche. Teilweise wurde sogar eine Rekonstruktion alter Bauteile durchgeführt. Seit Beginn des 18. Jahrh. versucht man, das Gebäude zu erhalten.

Hierzu sind zahlreiche Gutachten verschiedener Autoren angefertigt worden. Die konstruktiven Sicherungsvorschläge sind in der Abbildung 4.3 dargestellt und werden im folgenden erläutert.

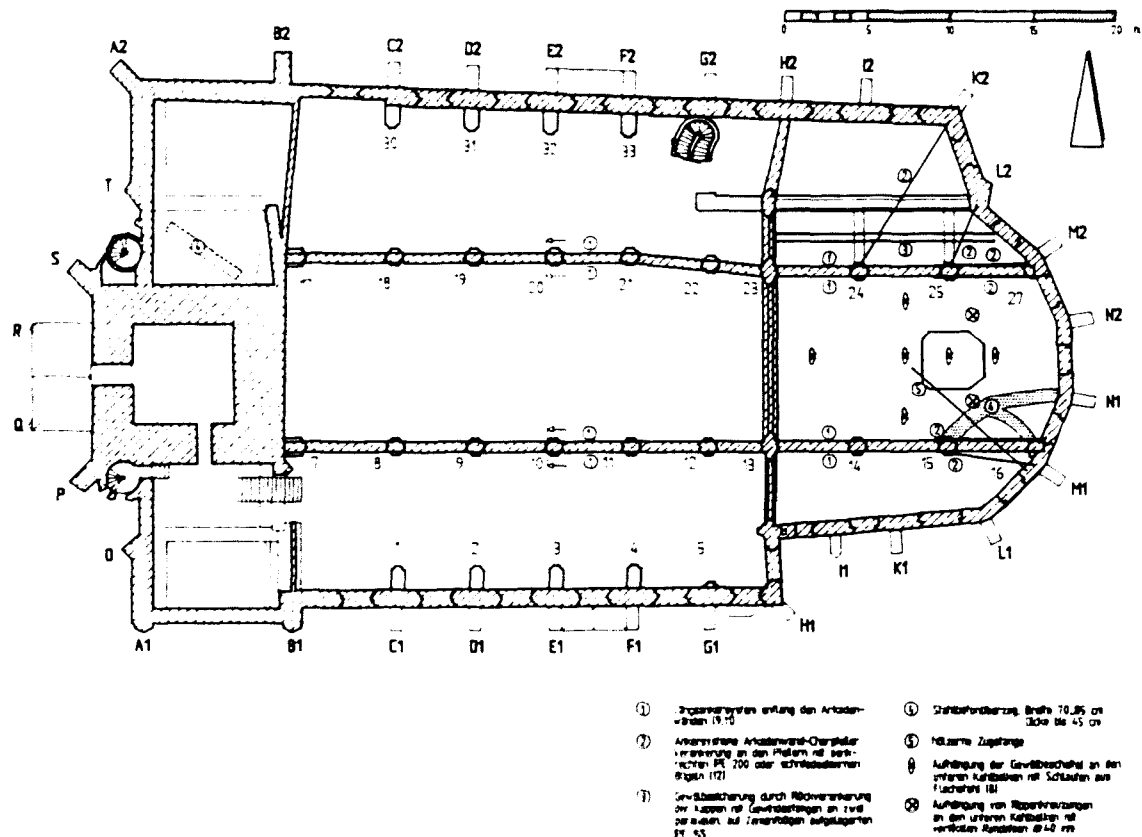


Abbildung 4.3: Statisch konstruktive Sicherungsarbeiten im  
Dachraum mit Pfeilerbezeichnungen [11]

In den vergangenen Jahrzehnten wurden im Rahmen von Erweiterungen stets Sanierungen einzelner Bauteile (z.B. Turm) mit herangezogen.

Im Jahre 1712 wurden einige Pfeiler und Chorgewölbe repariert [8]. Aus den Unterlagen sind keine genaueren Angaben zu entnehmen.

Der erste Plan (1836) zur Kirchenrestauration [3] wurde zur 300-Jahrfeier erstellt. Ratsbauinspektor Gutwasser führte die Restauration in der Zeit von 1839 bis 1841 durch. Die Arbeiten wurden überwiegend im Kircheninnenraum durchgeführt. Der teilweise stark verwitterte Zustand des Außenmauerwerks wurde nicht verändert. Der Giebel über der Brauthalle wurde 1862 neu ausgeführt, nachdem er abzustürzen drohte. Die Neuausführung [2] erfolgte in "schlichter Bauweise". Oskar Mothes [9] führte die aufwendigsten Restaurierungen (1885-91) durch. Mothes Vorstellung, die Kirche zu regotisieren, konnte aus finanziellen Gründen nicht durchgeführt werden. U.a. hat Mothes vermutlich auch Veränderungen im Dachraum durchgeführt, um

den "Dachschub" zu verringern. 1890 erfolgten der Einbau einer Heizung und einige Erneuerungen im Inneren der Kirche. Seit dieser großen Sanierungsmaßnahme sind am Dom vorwiegend statisch-konstruktive Sicherungsmaßnahmen durchgeführt worden.

Die Anbindung der Dachentwässerung [8] an das städtische Schleusennetz erfolgte 1892.

Mothes (1899) [9] beschreibt in seinem Gutachten Gebäudeverschiebungen. Er vermutet, daß sich die Kirche nach Westen bewegt. Allerdings bewegt sich der nordöstliche Teil des Chores nicht mit. Weiterhin werden erste Risse im Chorgewölbe beobachtet. Der Steinkohlebergbau nähert sich aus Richtung Westen der Kirche. Hier vermutet Mothes die Ursache der Bewegungen im Bereich der Kirche. Eine Überschwemmung im Jahre 1432 und 1434 könnte nach seiner Ansicht ebenfalls eine Ursache für die vorhandenen Risse haben. Im Mittelschiff des Chorbereiches schlägt er ein Aufhängen der Gewölberippen an den unteren Kehlbalken des Dachstuhles vor. In nördlichen Seitenschiff des Chores werden die Rippen an eine Stahlkonstruktion befestigt. Diese Arbeiten wurden durchgeführt, wobei der Zeitpunkt unklar ist.

Memminger (1900) [14] schlägt das Anbringen von "Eisernen Bändern an den Längs- und Stirnseiten" der Arkadenwänden vor. Ferner werden Querauskreuzungen zur Verankerung des Dachverbundes vorgeschlagen. Zur Gewölbesicherung werden entlang der Gurte Zementüberzüge vorgesehen. Nach Meinung von Mohrmann (1900) [10] liegt der Ursprung der Pfeilerverschiebung in der Einleitung von Einspannmomenten und Schub aus den Arkadenwänden im Dachraum. Die ungleiche Höhe von Mittel- und Seitenschiff wird weiterhin als Ursache für den Horizontalschub angesehen. Zur Sicherung des Chores fertigt er eine Konstruktionsskizze und Einweisung zur Ausführung des Längsanker an. Diese Arbeiten werden jedoch nicht ausgeführt.

In einem weiterem Gutachten von Hartung (1916) [11] wird wiederum der Schub aus dem Dachstuhl als Ursache für die auftretenden Schäden im Gewölbe angesehen.

In einem Laiengutachten (1916) (unbekannter Autor) werden genauere Beobachtungen zum Senkungsverhalten einiger Bauwerksteile dargestellt. Diese werden für die Schäden an der Marienkirche verantwortlich gemacht.

Müller (1922) [13] beschreibt ein vorhandenes Ankersystem, das die Chorwand mit den Arkadenwänden (Abb. 4.1) verbindet. Um das Umstürzen der Arkadenwände infolge der senkrecht zur Wandebene einwirkenden Ankerkräfte zu vermeiden, empfiehlt er ein Weiterführen der Ankersysteme bis in den Dachstuhl. Dies wird jedoch nicht ausgeführt. Eine zusätzliche Horizontalkraft hätte auch nur den vorhandenen Schub im Dachtragwerk auf das Außenmauerwerk erhöht. Die Schiefstellung der Pfeiler 24 und 25 läßt vermuten, daß eine Kraft aus den Ankern auf das Mauerwerk ausgeübt wird, zumal die Anker ein Jahr später straff gespannt sind.

Im Juni 1924 wurden im Triumphbogen und zwischen den Chorpfeilern Verankerungen eingebaut.

Auf der Außenwand des südöstlichen Chores, des Innenpfeilers 15 sowie in der nördlichen Seitenhalle des Turmes sind Stahlbetonüberzüge oberhalb des Gewölbes (Abb. 4.1) aufgelegt. Wie die Stahlbetonbalken mit dem Gewölbe verbunden sind, ist unklar. Der Literatur sind keine Angaben zu dieser Sanierungsmaßnahme zu entnehmen. Zwei Datierungen auf der Betonoberfläche lauten 1.10.1930 und 23.06.1931.

Im Zeitraum von 1931-33 erstellt Gehler [12] zwei Gutachten über die Schäden an der Marienkirche. Die Pfeilernummerierung geht auf das zweite Gutachten zurück. Leider ist nur noch das zweite Gutachten in den Archiven vorzufinden. Gehler führt eine genaue Rekonstruktion der Bauwerksbewegungen durch (s. Abschnitt 4.4). Gehler schlägt ebenso wie Mohrmann ein Längsankersystem an den Arkadenwänden vor, das jedoch bis zum Turm geführt werden soll. Zur Ausführung kommt ein System aus 3 m langen Rundeisen [2]. Die Längsanker erstrecken sich vom östlichen Mauerwerk des Chores bis ins Langhaus, nicht aber bis zum Turm. (Abb. 6.11). Vor der Triumphwand teilt sich das System in zwei parallele Anker in Richtung des Langhauses. Die aus der Bewegung des Chores entstehende Kräfte werden über Mauerwerksbolzen durch Lochleibung ins Mauerwerk übertragen. Die vorgesehene Kraftübertragung wird wohl kaum den erhofften Erfolg haben, da ein Abscheren des Mauerwerks in den Fugen zu erwarten ist. Die Längsanker waren 1992 an der südlichen Arkadenwand kaum unter Spannung. Ob dies mit den Betonüberzügen zusammenhängt, kann nicht nachvollzogen werden. Die nördlichen Längsanker

weisen jedoch erheblich höhere Restzugkräfte auf. Diese Kraft wurde im Herbst 1992 ermittelt (s. Abschnitt 6.4).

Im März 1945 erfolgte ein Bombeneinschlag an der Südwand des Langhauses. Durch diese dynamische Beanspruchung wird der Bereich um den Strebebfeiler eine erhebliche Belastung erfahren haben. 1949 wurde der Strebebfeiler 4 und 1953-56 die Wendeltreppe saniert.

Ein Hochwasser im Jahr 1954 mit einem Wasserstand von 1 m im Kircheninnenraum sorgte für erhebliche Schäden an den Einrichtungsgegenständen.

Eine neue Kirchenschiff- und Turmeindeckung wurde 1980 durchgeführt.

Neuere Untersuchungen zum Tragverhalten der Kirche führt Berndt [4] 1992 durch. Zu Beginn versucht er die von Gehler [12] beschriebenen Verschiebungen mit eigenen Ergebnissen zu vergleichen. Da zwischen 1945 und 1991 keine geodätischen Messungen durchgeführt wurden, ist die eindeutige Bestimmung der Bewegungsrichtung schwierig. Da im Bereich der südlichen Wendeltreppe (Triumphbogen) erhebliche Rißbildungen und Verformungen aufgetreten sind, konzentrierte sich die Tragwerksberechnung auf diese Achse der Kirche.

Der Dachbinder oberhalb des Triumphbogens wird genau aufgenommen, um eine statische Berechnung (Stabwerksprogramm) durchführen zu können. Bei den Berechnungen können Zugbeanspruchungen und Federsteifigkeiten für Knotenverbindungen nicht berücksichtigt werden. Diese zu ermitteln, stellt ein fast unüberwindbares Problem dar.

Die Berechnungen zeigen, daß der Schub aus dem Dachtragwerk nicht ausschließlich für die horizontale Verschiebung der Strebebfeiler verantwortlich sein kann.

Der Strebebfeiler 6 neben der Wendeltreppe wurde mit Hilfe einer FEM-Berechnung genauer untersucht. Die Ergebnisse von Berndt [4] zeigen, daß die Spannungen an der Fundamentsohle bzw. die Bodenpressungen sehr hoch sind.

Zur Verbesserung der Dachaussteifung schlägt er weitere Verstreben im Quer- und Längsbereich (Chor) vor.

#### 4.5 Bewegungsgeschichte

Der Beginn der problematischen Bewegungen und Setzungen des Bauwerkes bis heute läßt sich nicht genau festlegen. Schon 1328 [8] werden Senkungen an der Nordwestecke um 15 cm und 7 cm an der Südostecke des Turmes festgestellt.

Kaum 100 Jahre später (1424) werden erneut leichte Turmbewegungen in Richtung Norden wahrgenommen. Durch den Einsatz eines Geschützes im Turm werden weitere Setzungen verursacht. Verstärkt werden die Setzungen durch Überschwemmungen in den Jahren 1432 und 1434.

1563 stürzen im Chor einige Teile des Gewölbes ein, nachdem die Umfassungsmauern sich nach außen bewegt hatten.

Mothes (1899) [9] führt in seinem Gutachten eine weitere Verschärfung der Gebäudeverschiebungen an. Er führt die Bewegungen erstmalig auf den in der Zeit von 1850 bis 1979 betriebenen Steinkohlebergbau zurück. Zu diesem Zeitpunkt befindet sich der Steinkohlebergbau in etwa 250 m Entfernung westlich der Kirche.

An den Strebepfeilern [2] im nordöstlichen Chor sind Verschiebungen um 20-30 mm nach Süden und Ausbiegungen der nordöstlichen Chorwände nach Osten um 30 cm vorhanden (1900).

Die von Memminger angebrachten Gipsmarken sind kurze Zeit später (1902) wieder gerissen. Weiterhin wird über Verwerfungen der Fußbodenplatten berichtet.

Das Königlich-Sächsische Bergamt stellt im Zeitraum 1861-1902 eine Wanderung der Kirche nach Südosten um 95 cm fest [8]. Eine weitere Verschiebung um 98 mm wird in den folgenden beiden Jahren registriert.



Das vom "Laien" erstellte Gedankenpapier (1916) sieht die alleinige Ursache der Gewölberisse in den Bodensenkungen der Kirche. Die 1899 durchgeführten Höhenmessungen werden 1910 verstärkt. 48 Punkte dienen zur Beobachtung der Setzungen. Es werden Setzungendifferenzen bis 5 cm festgestellt. Der Autor schließt auf eine konstante Verzerrung des Bauwerks. Die Westseite hat sich im Zeitraum von 16 Jahren um 18,6 cm gesenkt, die Ostseite um 14,8 cm.

In dem Gutachten von Müller [13] werden 1922 Setzungserscheinungen im Westbau beschrieben. Der Nordostpfeiler des Turmes bewegt sich weiter. Im Inneren der Kirche werden an der Nordostecke Risse im Mauerwerk und im Gewölbe beobachtet.

Im September 1932 [12] werden ständige Lote an den Pfeilern und Säulen angebracht. Die vorhandene Lotabweichung wird nicht angegeben oder ermittelt. Die Ablesung beginnt mit dem Wert "Null", alle späteren Ablesungen geben die Neigungsänderung gegenüber dem Zustand von 1932 an.

Im zweiten Gutachten von Gehler (1933) [12] werden genaue Bewegungsmessungen durchgeführt. Die Lotungen (16 Meßpunkte) an den Pfeiler- und Säulenköpfen (12 m ü. GOK) werden in West-Ostrichtung (X-Richtung) und Süd-Nordrichtung (Y-Richtung) vorgenommen. Aus den Mittelwerten der Meßergebnisse wird eine "ausgleichende, mittlere Senkungsebene" berechnet.

Als erste Ergebnisse wurden drei Bewegungszeiträume festgestellt. Die Angaben in der Tabelle 4.1 beziehen sich auf die in [12] beschriebene, waagerechte Ausgleichsebene.

Tabelle 4.1: Senkungen nach Gehler (1933) [12]

Zeitraum	Senkung [cm]	Senkungsgeschwindigkeit [cm/a]
1910-1919	0-8	1
1919-1926	8-45	10
1926-1933	45-204	30

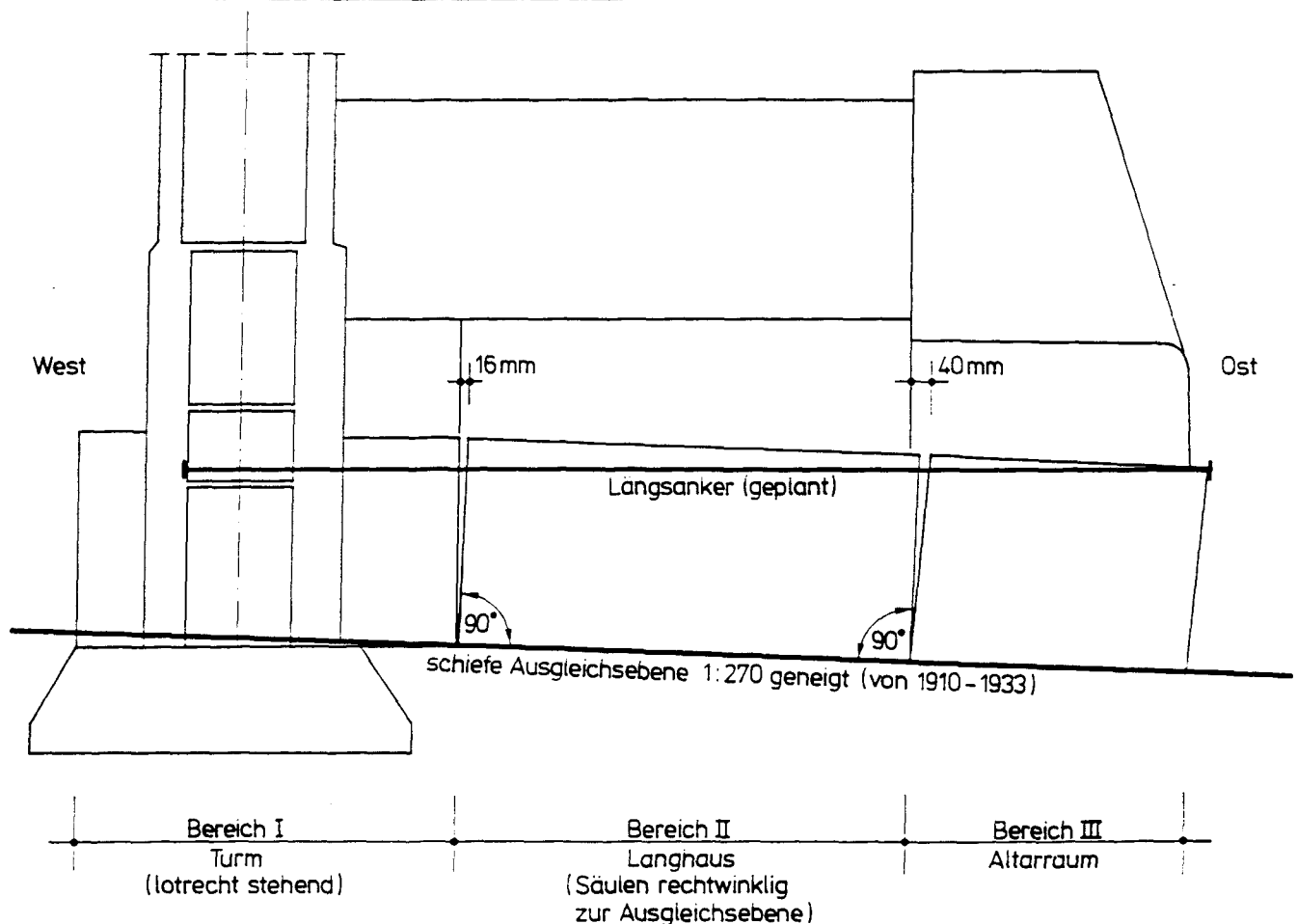


Abbildung 4.4: Ausgleichsebene nach Gehler [12] 1932

Zu Setzungsschäden führen Setzungsdifferenzen. Im oben genannten Zeitraum (1926-33) bewegte sich das Bauwerk gegenüber der Ausgleichsebene um 39 mm. Das Bauwerk kann in zwei Bauwerksteile unterschieden werden, deren Schnittebene westlich und östlich einer Grenzlinie liegt. Diese werden durch den Strebepfeiler F1 und dem Innenpfeiler 17 (Abb. 4.3) gekennzeichnet. Der östliche Teil der Kirche wird von den Senkungen anders beeinflusst als der westliche Teil. Gehler erweiterte die Bauwerkseinteilung folgendermaßen: den Turmbereich, den mittleren Kirchenraum und den Altarraum. Im Turmbereich stehen die Säulen nahezu lotrecht. Der mittlere Kirchenraum wird durch die oben genannten Trennungslinien gekennzeichnet. Die Pfeiler stehen annähernd senkrecht zur Ausgleichsebene. Der Altarraum östlich der Trennungslinie (F1-17) zeigt die deutlichsten Verschiebungen. Die Pfeiler sind in einem 3/4 Jahr um 4 cm nach Osten gewandert.

Der Zeitraum der stärksten Bewegungen kann von 1932 bis 1935 eingestuft werden. In ihm erleidete das Bauwerk (Tab. 4.1) die schwersten Schäden.

Ursprünglich war der Untertagebau im Bereich unterhalb der Kirche nicht vorgesehen. Durch die Verzerrungen am Kirchenbauwerk wurde der Abbau der Steinkohle unterhalb des Domes empfohlen und durchgeführt. Weitere Messungen (1899 bis 1952) ergaben jedoch Senkungen zwischen 3,23 m und 3,68 m. Ferner wurde eine horizontale Verschiebung um 1,30 m Richtung Südost ermittelt.

Für den Zeitraum 1945-91 können keine Aussagen über weitere Lotabweichungen bzw. Neigungsänderungen einzelner Bauteile gemacht werden, da keine Messungen am Bauwerk durchgeführt wurden.

Im Jahr 1953 wurde eine horizontale Verschiebung der Turmspitze um 1,30 m nach Südosten festgestellt.

Hertel [6] beginnt im Dezember 1991 mit Bauwerkskontrollmessungen. Die Ergebnisse liegen in zwei Berichten vor. Im ersten Bericht [6] vom April 1992 werden in einem Zeitraum von nur 5 Monaten erhebliche Bewegungen des Bauwerkes aufgenommen. Der Dom senkte sich im Mittel um 2 mm, wobei beim Pfeiler 4 ein Maximum von 4 mm erreicht wurde. Der zweite Bericht (April 1993) [7] wird in Höhenmessungen, Schiefstellungen der Außenpfeiler, Lotmessungen im Dominneren und Längenkontrollen unterteilt. Der Meßzeitraum umfaßt 15 Monate. Die Höhenmessungen ergeben im südlichen Langhausbereich (Pfeiler 8, 9 und 10) vertikale Senkungen um 4,5 mm bzw. 4,8 mm. Die Senkungsdifferenz zwischen dem Dominnenraum und dem Außenbereich beträgt 0,9 bis 1,7 mm. Die Schiefstellungen der Außenpfeiler I1 und K1 veränderten sich um 8 mm bzw. um 5 mm über den genannten Zeitraum. Die im Innenraum angebrachten 13 Lote zeigten Meßergebnisse, die im Bereich der Ablesegenauigkeit liegen. Die Messungen wurden von Hertel fortgeführt.

#### 4.5 Bewegungsursachen

Die Innenpfeiler und der östliche Teil des Turmes sind auf vorbelasteten Böden (Vorgängerbau) gegründet. Im südlichen Seitenschiff befand sich ein Friedhof. Die hier angeführte Konstellation verursachte unterschiedliche Setzungen. Ein Abklingen dieser Setzungen ist von den Bodenverhältnissen abhängig.

Nach dem Ende der Bergbautätigkeit (1979) im Raum Zwickau wurden die Wasserhaushaltmaßnahmen wieder eingestellt. Dadurch können sich die im Laufe der Zeit durch den Steinkohleabbau entstandenen Zwängungsspannungen im Untergrund wieder abbauen. Es entsteht eine Entspannung in den geologischen Schichten, die wiederum mit einer nachträglichen Setzung verbunden sein kann. Diese Bewegungen können in kurzer Zeit entstehen aber auch über Jahre andauern.

Durch die Bildung eines Senkungtroges (Abb. 4.5) aus dem Steinkohlebergbau bilden sich Zerrungen in einem darüber stehenden Gebäude. Es bilden sich sowohl konkave wie auch konvexe Krümmungsbilder. In Abhängigkeit der Krümmungen entstehen Zerrungen und Pressungen im Übergang zwischen Baugrund und Bauwerk [18].

Horizontale Verschiebungen von Gebäuden entstehen nur im Zusammenhang mit unterschiedlichen Senkungen. Die sich wiederholenden Vorgänge bzw. veränderten Vorgänge führen zu der oben genannten Verschiebung.

Die fehlende Regenwasserabführung führt zu Bodenauswaschungen. Bei sandigen Böden entstehen Hohlräume, und im Fundament kommt es zu Lastkonzentrationen, die zu lokalen Einbrüchen der Fundamente führen. Durch das Auswaschen der Fugen in den Fundamenten (s. Abschnitt 4.2) ist eine horizontale Kraftaufnahme kaum noch möglich. Bei einer evtl. Sanierung der Fundamente ist dieser Tatsache unbedingt Rechnung zu tragen.

Die Dachkonstruktion (Schwertdach) übt einen Schub aus. Bedingt durch die Horizontalkraft an den Strebepfeilerköpfen und an den Kapitellen (im Lasteinleitungsbereich der Gewölbe) kann eine Schiefstellung der Strebepfeiler verursacht werden. Die exzentrische Lasteinleitung führt zu einer erheblichen Bodenspannung an den Außenkanten der Fundamenten.

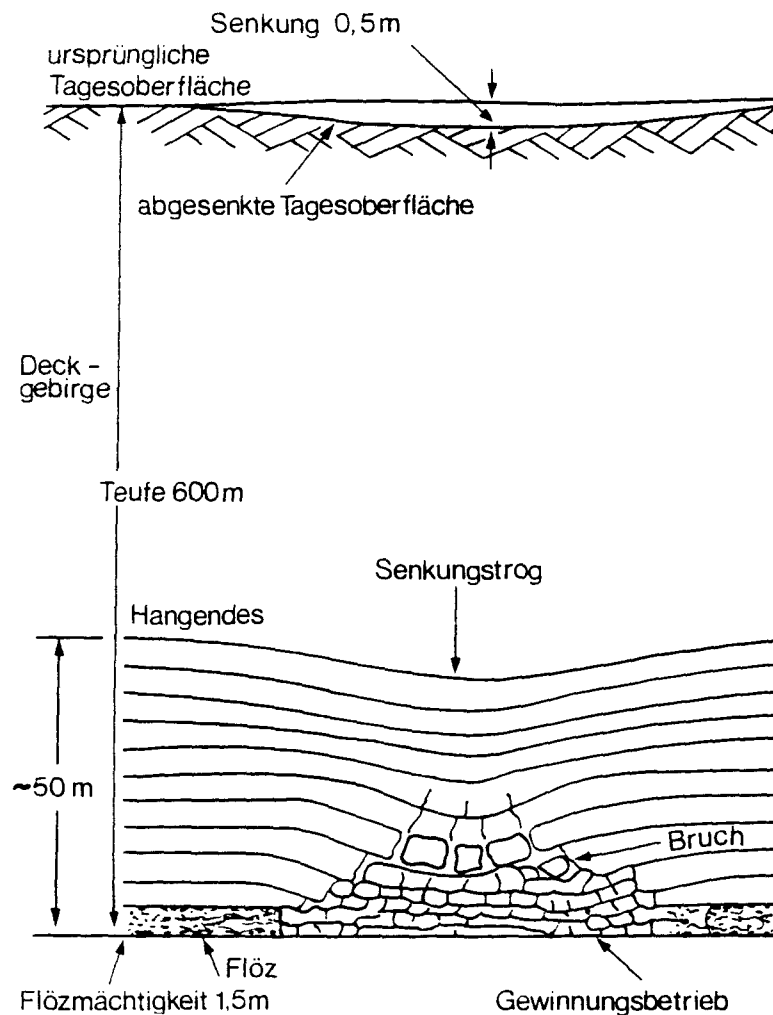


Abbildung 4.5: Senkungen oberhalb eines Abbaubereiches [18]

Durch den teilweisen Abriß der Strebepfeiler vom Außenmauerwerk ist der Querschnitt der Strebepfeiler nicht mehr in voller Tiefe statisch wirksam.





Abbildung 4.6: Abgerissene Strebpfeiler im Kircheninnenraum

## 5 SONDIERUNGSZIELE

Das Bauwerk zeigt erhebliche Schäden im gesamten Kircheninnen- und -außenbereich. Zur Beurteilung des Tragwerkes sind am Bauwerk umfangreiche Bauwerksuntersuchungen erforderlich. Die Untersuchungen unterteilen sich in folgende Bereiche:

- Bewegungserfassung / -fortschritt,
- Rißaufnahme / Rißfortschritt,
- Schiefstellung tragender Bauteile,
- Ermittlung der Baustoffeigenschaften,
- Baugrunderkundungen.



Umfangreiche Sondierungen begannen im Jahr 1990. Diese umfassen den geologischen Aufbau, sowie den Aufbau der Fundamente an Teilbereichen des Kirchenbauwerkes. Weiterhin wurden archäologische Untersuchungen im Inneren durchgeführt. Ein Vermessungsbüro begann mit ersten Messungen an unterschiedlichen Bauwerkspartien im Kircheninnen- und -außenbereich. Die MPA-Braunschweig setzte erstmalig am Strebepfeiler 6 ein Laserlot zur kontinuierlichen Bewegungserfassung, ein. An den Längsankern der nördlichen Arkadenwand erfolgte eine Spannungsermittlung an einer Zugstange.

Weitere Sondierungen an der Kirche sind erforderlich, um eine abgesicherte Tragwerksanalyse durchführen zu können. So ist der Mauerwerksaufbau der Strebepfeiler unbekannt. Deren statische Funktion wird durch die vorhandenen Risse erheblich beeinflusst. Rißkartierungen und Ultraschallaufnahmen an den Innen- und Außenpfeilern erlauben eine Abschätzung der statischen Wirksamkeit dieser Tragglieder. Weiterhin können erforderliche Sanierungsmaßnahmen definiert werden. Für die statische Berechnung ist ein verformungsgerechtes Aufmaß des Domes erforderlich.

## 6 MESSVERFAHREN UND MESSERGEBNISSE

Der Triumphbogen und die Mittelgewölbe zeigen an den Unterseiten erhebliche Risse. Berndt [4] führte in dieser Ebene statische Berechnungen durch. Mit dem Objektzuständigen wurde der Strebepfeiler 6 zur Messung von Lotabweichungen festgelegt. Weiterhin führte die MPA-Braunschweig Zugkraftermittlungen an einer Zugstange, die Erfassung von Rißveränderungen und Temperaturmessungen durch.

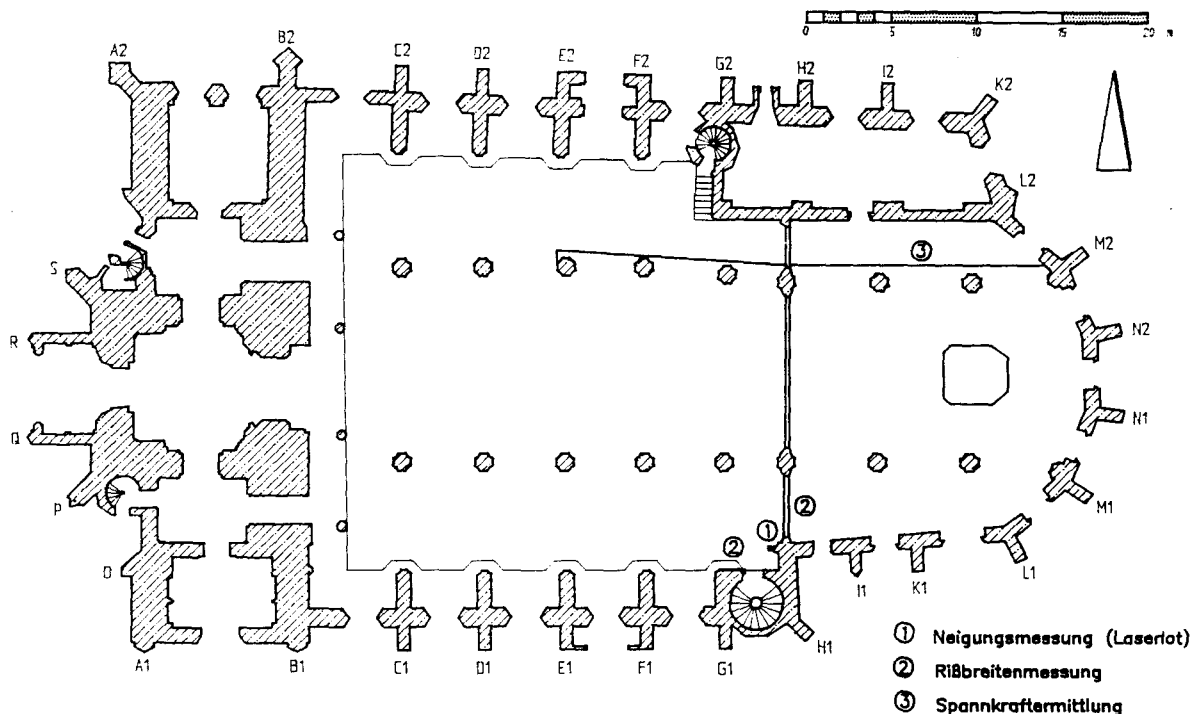


Abbildung 6.1: Lage der Meßstellen im Zwickauer Dom (Grundriß)

### 6.1 Temperaturverlauf unterhalb und oberhalb der Gewölbe

Um den Einfluß der Temperatur auf das Verformungsverhalten beurteilen zu können, wurden oberhalb und unterhalb der Gewölbe im Bereich des südlichen Triumphbogens Temperaturfühler angebracht.

Die Meßdaten wurden alle zwei Stunden elektronisch aufgezeichnet. In den folgenden Abbildungen werden die Ergebnisse mit einer Glättungsbreite von 25 wiedergegeben. Aus 25 Meßwerten, die in einer Meßreihe folgen, wird ein Mittelwert gebildet. Diese Rechenoperation wird für jeden Einzelwert wiederholt.

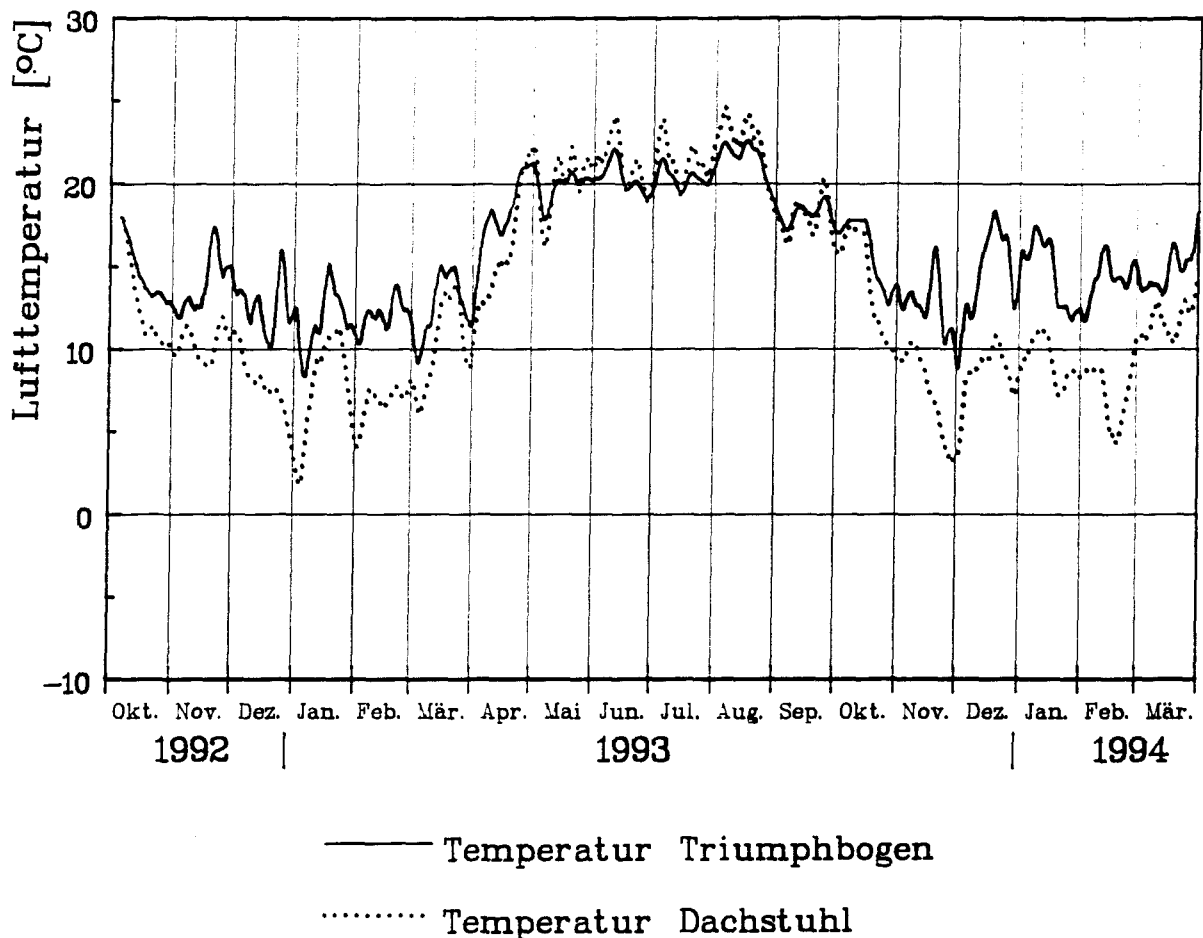


Abbildung 6.2: Temperaturverlauf am Triumphbogen und im Dachstuhl

Der Temperaturverlauf wurde vom 7.10.1992 bis zum 3.04.1994 ausgewertet.

Im Dachstuhl ist am 5.07.1993 die Temperatur mit 26,9°C maximal und am 4.01.1993 mit -0,6°C minimal. Im Bereich des Triumphbogens ist die Temperatur am 16.08.1993 mit 23,8°C maximal und die minimale Temperatur von 7,6°C wird am 2.12.1993 erreicht. Über dem gesamten Zeitraum ist der maximale Temperaturunterschied zwischen Dachstuhl und Triumphbogen im Kirchenschiff am 13.02.1993 mit  $\Delta T = 13,5^{\circ}\text{C}$  erreicht. Der minimale Wert beträgt am 5.07.1993 -4,3°C. Im Mittel beträgt er 2,82°C.

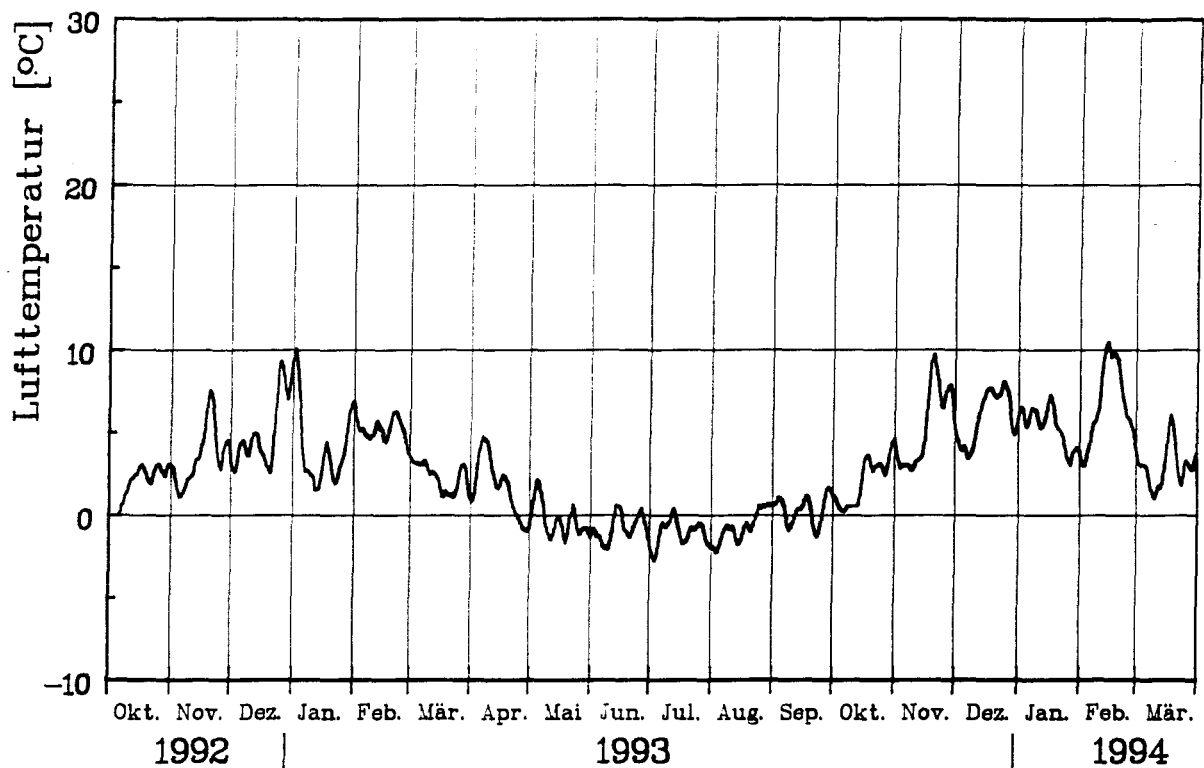


Abbildung 6.3: Temperaturdifferenzen zwischen Triumphbogen und Dachstuhl

## 6.2 Laserlot

### 6.2.1 Meßprinzip

In Zusammenarbeit mit der Firma Zimmer GmbH, Rossdorf/Darmstadt wurde ein System zur Aufnahme von Lotabweichungen entwickelt. Erste Messungen erfolgten an der St. Marienkirche in Zwickau.

Die Laserlotanlage besteht aus einem Sender und Empfänger.

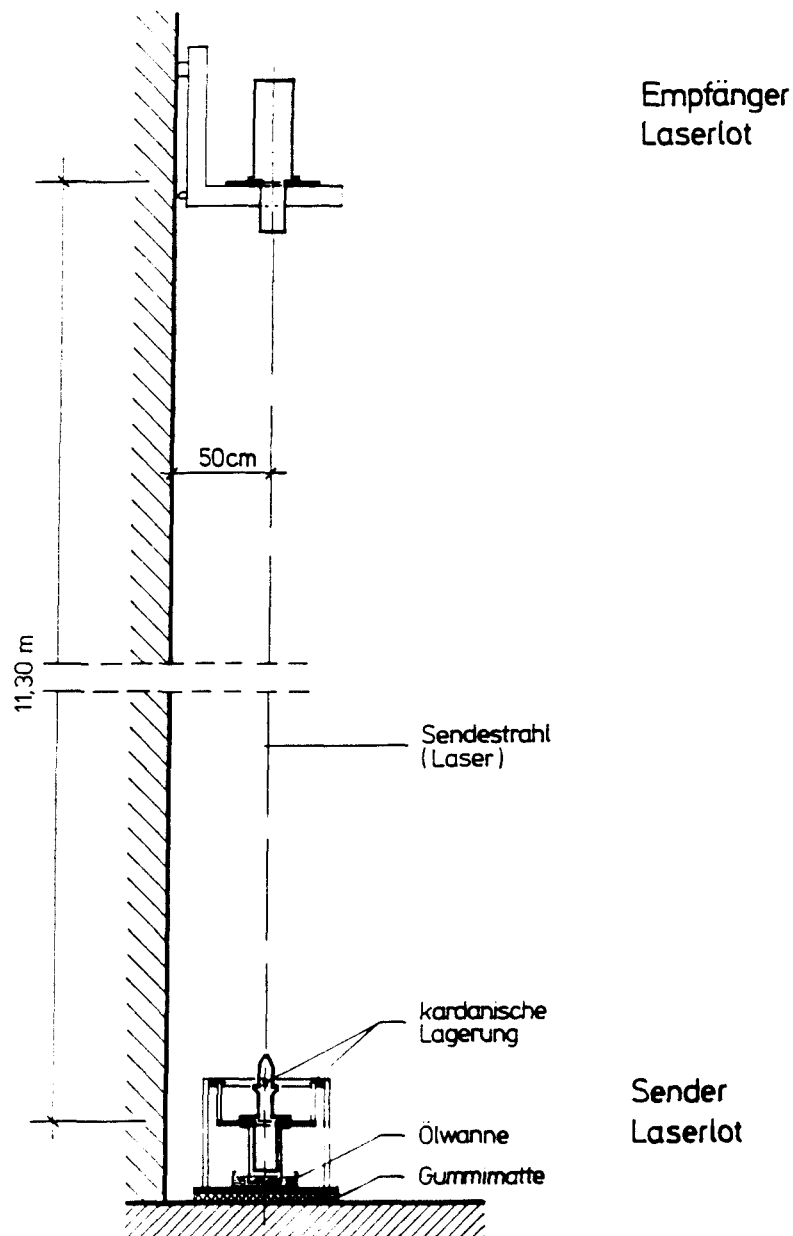


Abbildung 6.4: Prinzipskizze des Laserlots

Der Sender besteht aus einem HeNe-Laser und einer Optik, die den Laserstrahl aufweitet und bündelt. Der Sender ist kardanisch aufgehängt und gegen Schwingungen durch ein Ölbad gedämpft.

Im Empfänger wird der Laserstrahl auf eine 10 cm x 10 cm großen Streuscheibe projiziert, die die X-Y-Meßebeine darstellt. Die optische Meßeinrichtung bildet den Laserstrahl auf den positionsempfindlichen Sensor ab.



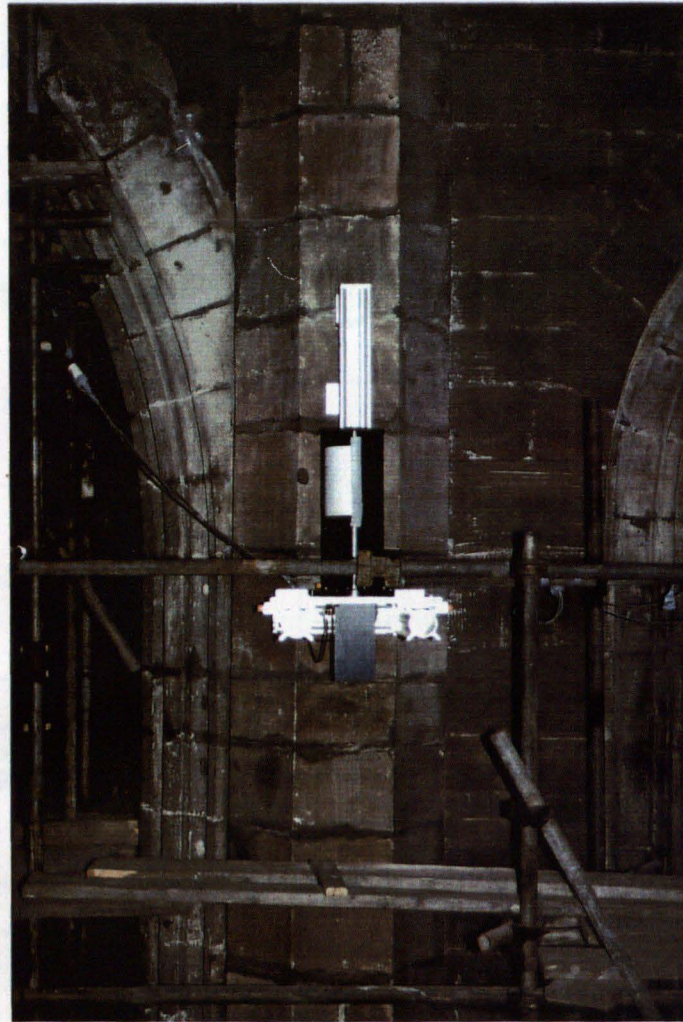


Abbildung 6.5: Laserlot-Empfänger am Strebepfeiler 6

Die elektrischen Signale des Sensors werden von einem nachgeschalteten Data-Logger aufgenommen. Die Position des Strahlpunktes wird durch je ein Signal in X- und Y-Richtung gespeichert.

#### 6.2.2 Erste Meßergebnisse am Zwickauer Dom

Die Auswertung umfaßt den Zeitraum vom 1.12.1992 bis zum 4.04.1994. Deutliche Lotabweichungen sind in Richtung Osten festzustellen. Im Zeitraum von November 1992 bis zum September 1993 steigen die Lotabweichungen kontinuierlich auf ca. 3,00 mm an. Ab Oktober 1993 bis zum April 1994 ist eine weitere Neigungsänderung kaum noch festzustellen. Es ist zu vermuten daß, die Bewegungen aus Veränderungen des Baugrundes entstehen, wobei im gesamten Meßzeitraum keine Veränderungen am Bauwerk vorgenommen wurden.



In Nord-Südrichtung wird ein Maximalwert von 1,2 mm erreicht. Temperaturänderungen über und unter dem Gewölbe können aufgrund des statischen Systems nicht als Ursache für die Bewegungen angenommen werden.

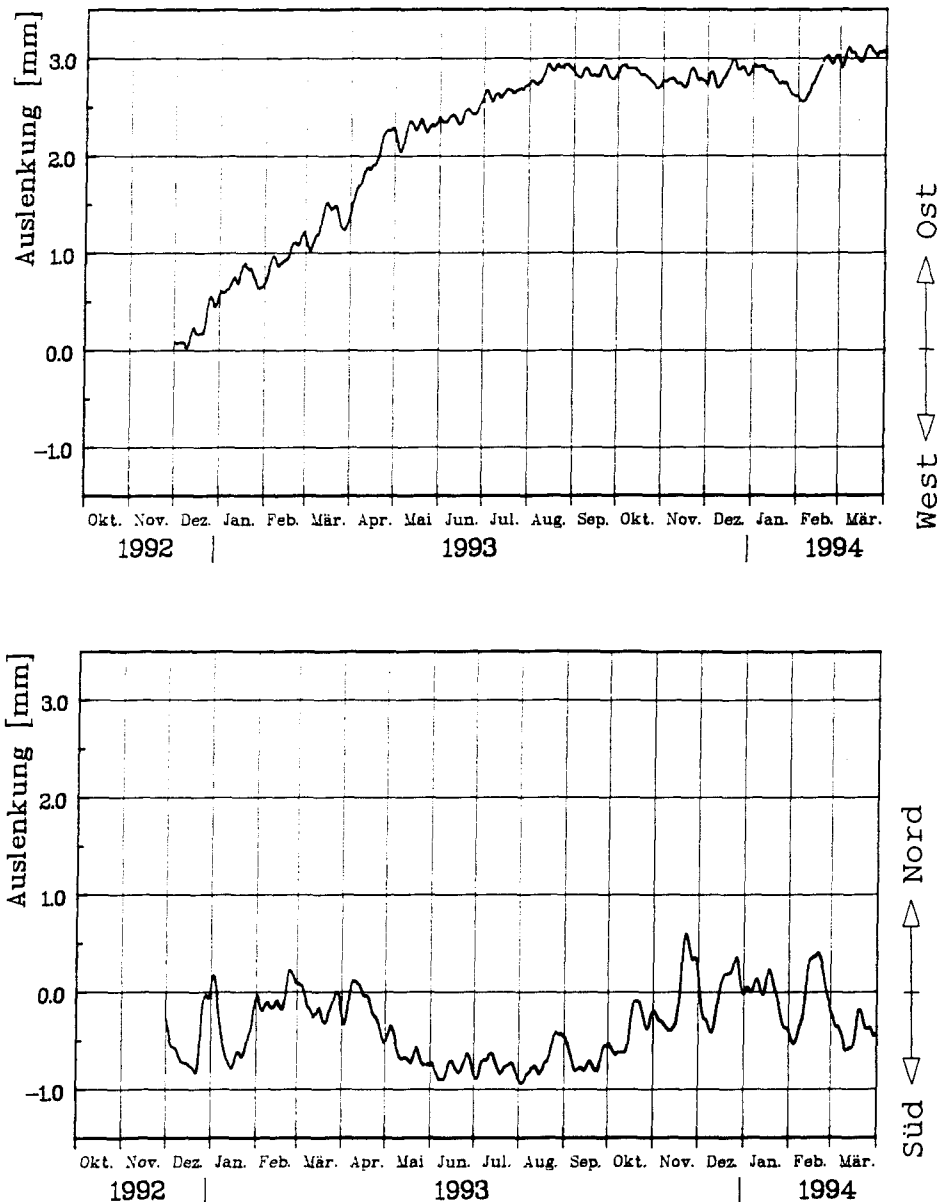


Abbildung 6.6: Lotabweichungen am Pfeiler 6 (Triumphbogen)  
oben: in Ost-Westrichtung  
unten: in Süd-Ostrichtung

Bei den Bewegungen in Nord-Südrichtung ist ein deutlicher Zusammenhang zwischen der Temperatur und den Bewegungen festzustellen. Gerade in den Monaten Dezember 1992 und Januar 1993 bewirkt eine Temperaturänderung im Dach-

raum von  $\Delta T = 13^\circ\text{C}$  eine Bewegung von 1,2 mm in Richtung Süden. Die Verformungen in Nord-Südrichtung lassen sich auf die Wärmedehnungen der Materialien zurückführen.

### 6.3 Rißbreitenänderung oberhalb des südlichen Gurtbogens und am Strebepfeiler 5

Am oberen südlichen Gurtbogen und am Strebepfeiler 5 werden Rißbreitenänderungen gemessen. Der Gurtbogen befindet sich nördlich vom Strebepfeiler 6, an dem -wie oben erwähnt- Lotabweichungen erfaßt werden. Induktive Wegaufnehmer werden zur Aufnahme der Längenänderungen benutzt und deren Meßergebnisse alle zwei Stunden elektronisch registriert.

#### 6.3.1 Rißbreitenänderung oberhalb der südlichen Gurtbogenübermauerung

Oberhalb des südlichen Triumphbogens wurden drei Wegaufnehmer an der Ost- sowie an der Westseite angebracht (Abb. 6.6).

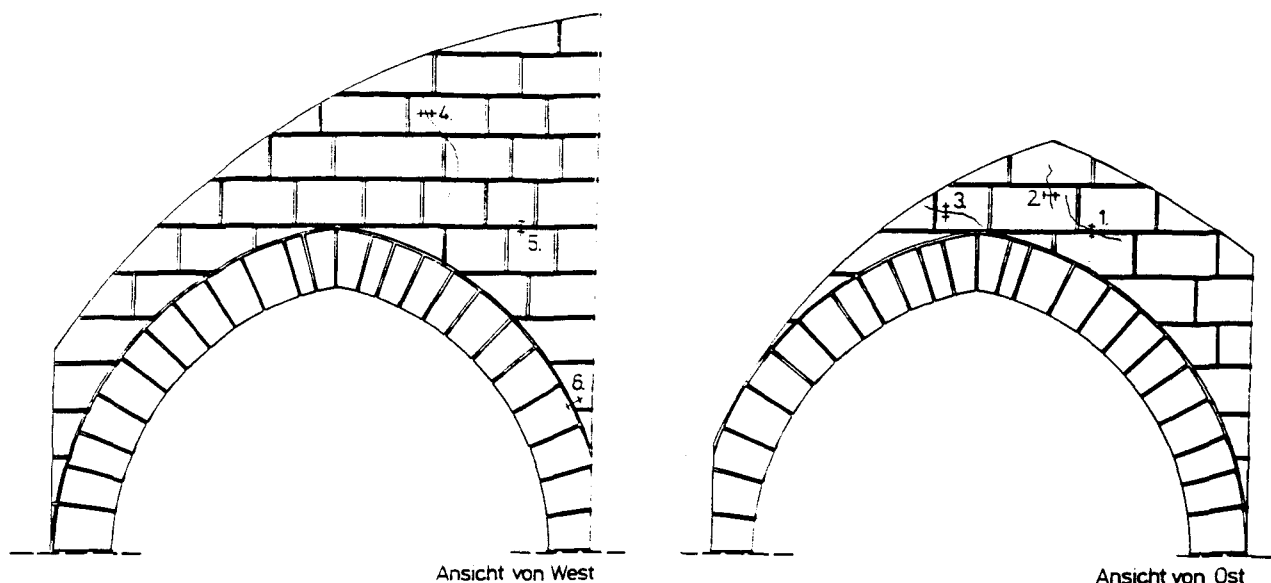


Abbildung 6.7: Meßstellen am südlichen Gurtbogen (West- und Ostseite)

Abbildung 6.7 zeigt, daß die Rißbreitenänderung an den Meßstellen 1 und 2 gering ist ( $\max \Delta l = 13,5 \mu\text{m}$ ), bei der Meßstelle 2 ist ein deutlicher Zusammenhang zwischen Temperatur und Rißöffnung festzustellen: Bei steigender Temperatur wird die Rißbreite kleiner.

Die Verformungsmessung an der Meßstrecke 3 weist einen deutlichen Sprung auf, der aus Bauarbeiten an der Stützkonstruktion unterhalb des Gurtbogens resultiert.

An der Westseite des Gurtbogens befinden sich die Meßstrecken 4, 5 und 6. Die Meßstrecke 4 weist einen deutlichen Zusammenhang zwischen Längenänderung ( $\max \Delta l = 43 \mu\text{m}$ ) und Temperatur auf. Hier ist eine gegenläufige Tendenz zur Temperatur zu beobachten.

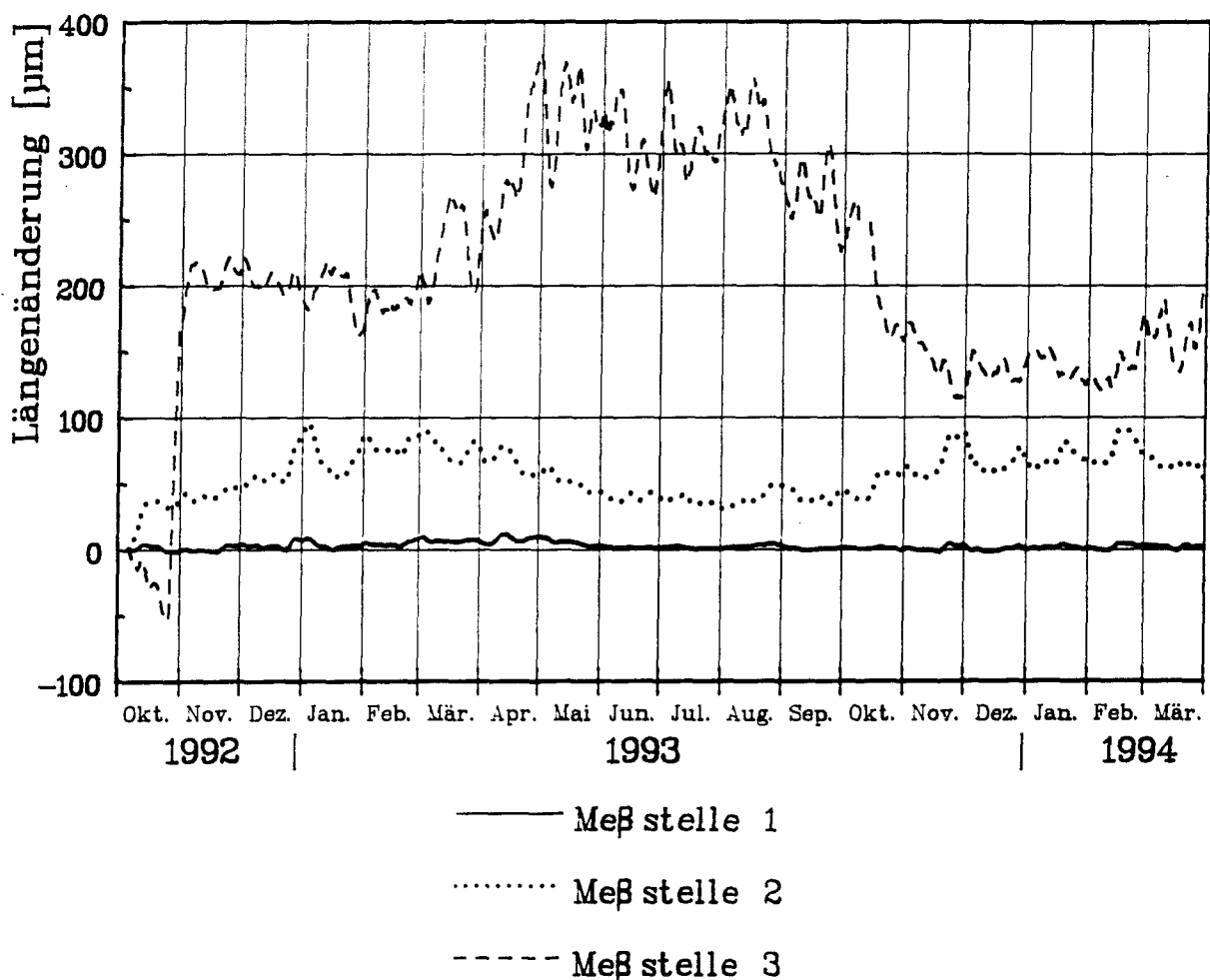


Abbildung 6.8: Rißbreitenänderung an der Ostseite  
(Meßstelle 1, 2, 3)

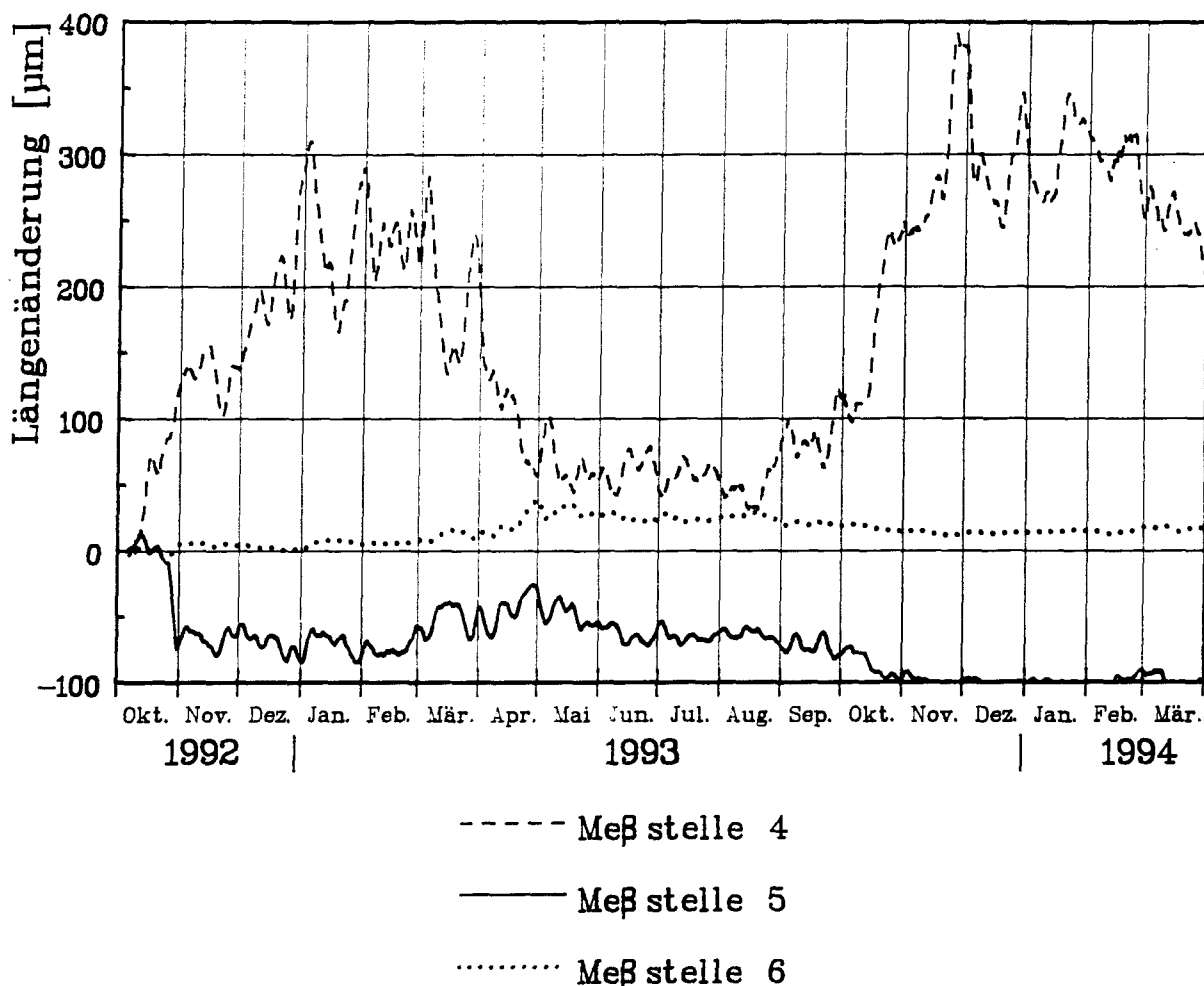


Abbildung 6.9: Rißbreitenänderung an der Westseite  
 (Meßstelle 4, 5, 6)

### 6.3.2 Rißbreitenänderung am Strebepfeiler 5

Am Strebepfeiler 5 wurden auf der Innenseite, über zwei gerissenen Lagerfugen, induktive Wegaufnehmer angebracht. Die Meßpunkte befinden sich 2,17 m bzw. 4,53 m über dem Emporenfußboden. Abbildung 6.10 zeigt, daß am Strebepfeiler nahezu keine Verformungen auftreten. Somit erfährt der Pfeiler keine Krümmungsänderung in diesem Bereich. Aus den Ergebnissen kann aber eine Neigungsänderung infolge Rotation in der Gründungssohle des Strebepfeilers nicht ausgeschlossen werden.

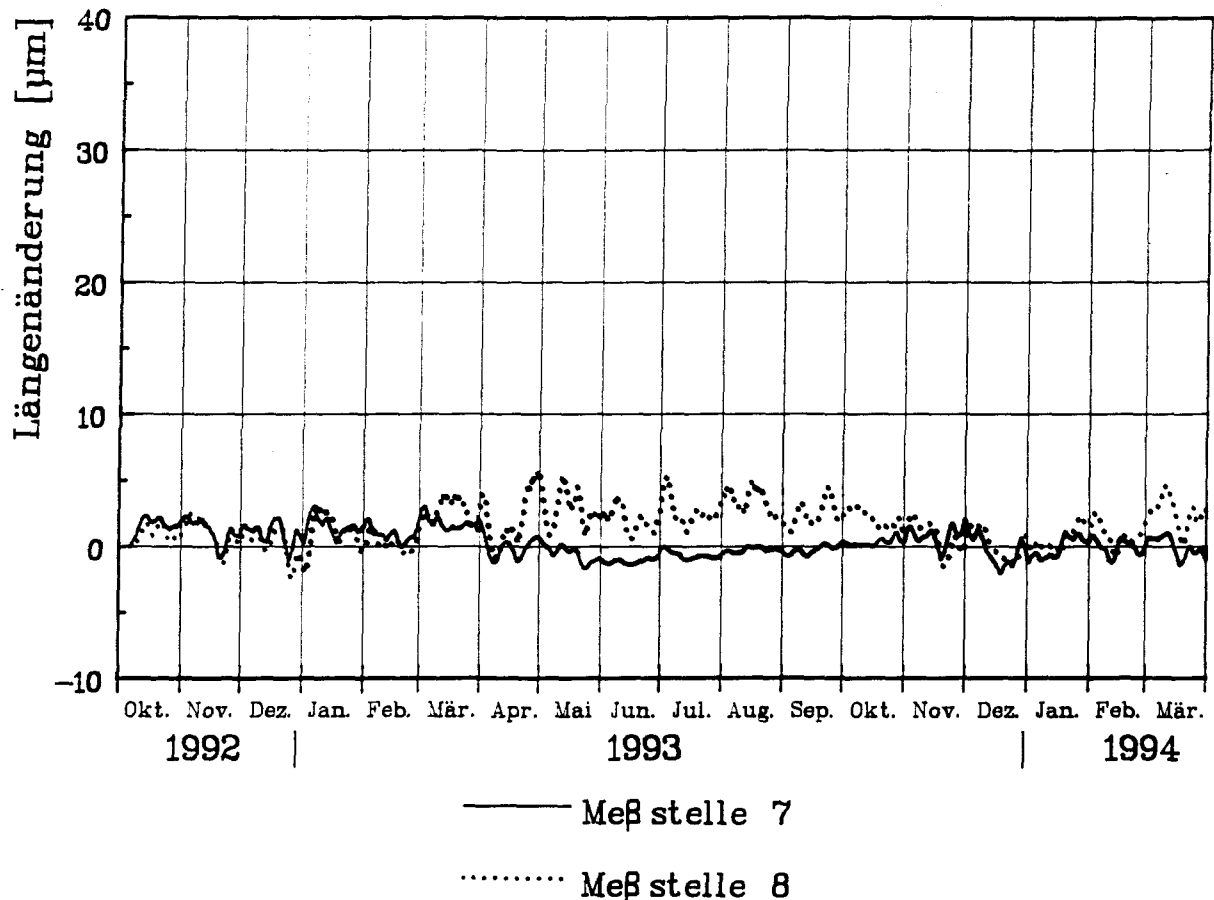


Abbildung 6.10: Rißbreitenänderung zweier Lagerfugen am Strebepfeiler 5

#### 6.4 Spannkraftermittlung an den Zugstangen der nördlichen Arkadenwand

Die ausgeführten Längsanker oberhalb der Arkadenmauern bestehen aus ca.  $\varnothing$  35 mm dicken Rundeisen, die sich vom östlichen Mauerwerk des Chores bis in den Langhausbereich erstrecken (Abb. 6.11). Verbunden sind die Rundeisen mit geschmiedeten Ringösen bzw. mit Spannschlössern. Kurz vor der Triumphwand teilt sich das System in zwei parallele Anker auf. Die Verankerung am Ende der Arkadenwand wird durch Winkelprofile und U-Stäbe erreicht. Innerhalb der Langhauswand sind drei Mauerbolzen vorhanden: Eine bei der Aufteilung und je ein Bolzen an den Endpunkten im Langhaus. So wird der Schub des Chores über Lochleibung in das Mauerwerk übertragen.

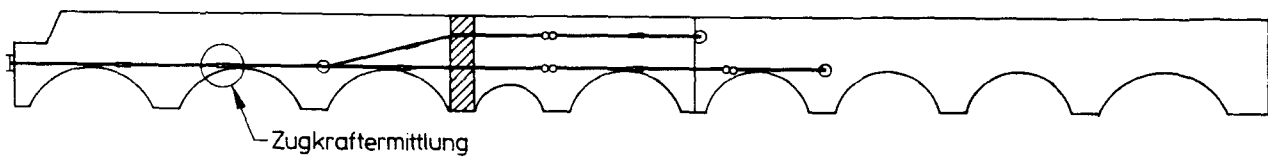


Abbildung 6.11: Längsanker an der nördlichen Arkadenwand  
(Nordseite)

Da sich die Ankerkräfte kaum rechnerisch ermitteln lassen, wurde von der MPA-Braunschweig eine Meßeinrichtung zur Bestimmung der Ankerkräfte entwickelt (Abb. 6.12).

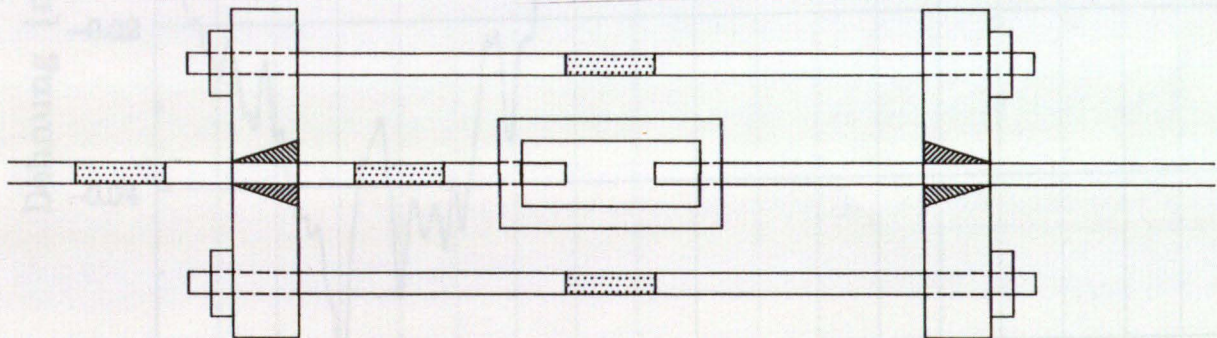
Mit zwei Stahlstangen, deren Spannungs-Dehnungsline bekannt ist, wird ein Spannschloß überbrückt. Durch das Aufbringen von Dehnmeßstreifen innerhalb und außerhalb der Meßeinrichtung kann jede Dehnungsänderung verfolgt werden. Die Schrauben des Spannsystems werden so lange angedreht bis die gesamte Kraft in den geeichten Stahlstangen verläuft. Durch die bekannte Spannungs-Dehnungsbeziehung der Stahlstangen kann die vorhandene Zugkraft direkt berechnet werden. Für die Zugkraftermittlung wurde der nördliche Längsanker an der Nordarkadenwand ausgewählt. An dem südlichen Längsanker werden die Kräfte nicht allzu hoch sein, da sich die Spannschlösser leicht von Hand bewegen lassen. Die Kraft an dem gemessenen Längsanker betrug am 7.10.1992, bei einer Temperatur im Dachraum von  $T = 17,5^{\circ}\text{C}$ , ca.  $F_{\text{vorh.}} = 25 \text{ KN}$ . Der E-Modul wurde zu  $190000 \text{ N/mm}^2$  ermittelt. Pieper [20] gibt für Schmiedeeisen eine Bruchspannung  $\beta_z = 12 \text{ kN/cm}^2$  an. Er empfiehlt eine Sicherheit von  $\gamma = 2,3$  gegenüber der Bruchgrenze. Dies ergibt eine zulässige Kraft  $F_{\text{zul.}} = 48,7 \text{ KN}$ .

Die Dehnung des Ankers wurde vom 7.10.1992 bis zum 15.04.1993 mit einer Vollbrückenschaltung (Wheatstone) aufgenommen.

Der Dehnungsverlauf ist in Abbildung 6.14 dargestellt. Die Dehnungsänderungen der gezwängten Spannstanze können sowohl durch Temperaturänderungen als auch durch veränderte Lasteinwirkung verursacht sein. Ein Vergleich des Dehnungsverlaufs nach Abbildung 6.14 mit dem Temperaturgang im Dachstuhl nach Abbildung 6.2 im gleichen Zeitraum legt den Schluß nahe, daß die Dehnungs- /Spannungsänderung in der Spannstanze primär infolge Temperatur-



änderung erfolgt. Die Meßergebnisse geben keinen Hinweis auf kontinuierliche Verformungen oder Laständerungen der nördlichen Arkadenmauer.




 Dehnmeßstreifen

Abbildung 6.12: Schemazeichnung der Meßeinrichtung

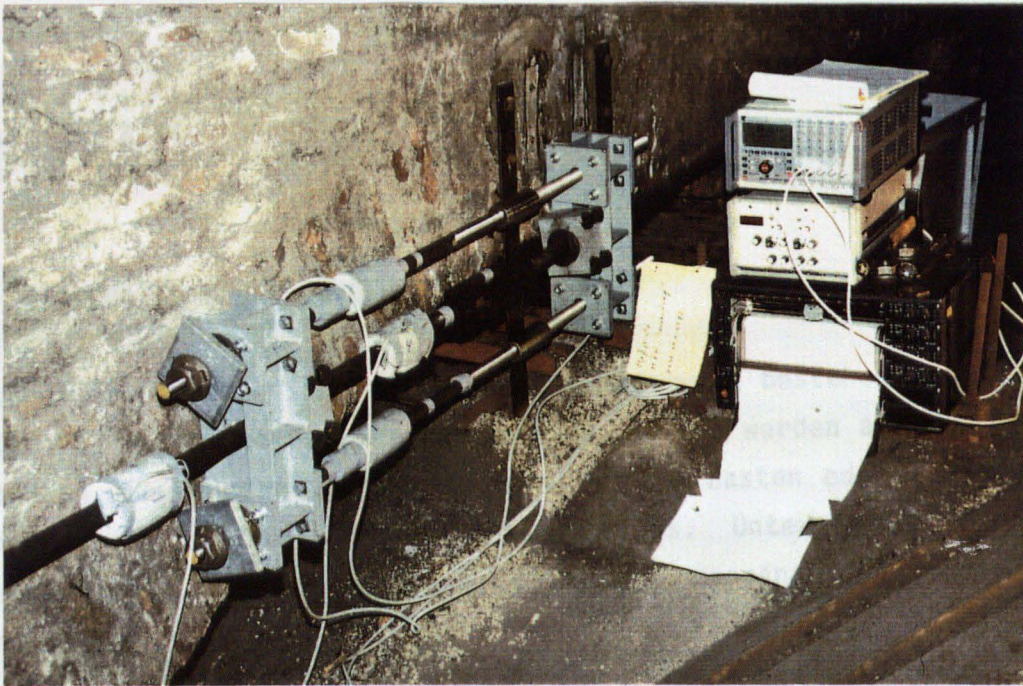


Abbildung 6.13: Zugkraftermittlung am Bauwerk



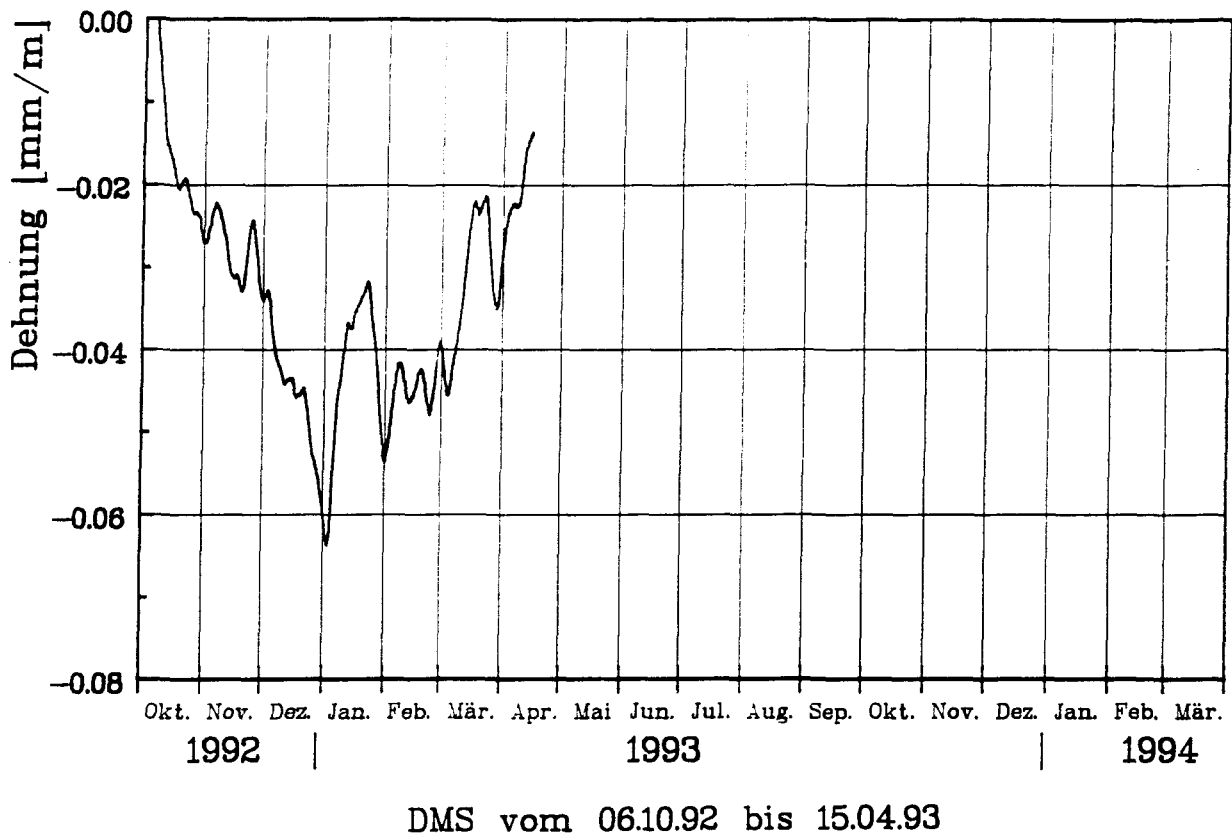


Abbildung 6.14: Dehnungsverlauf der Zugstange

## 7 EINSCHÄTZUNG DER INTEGRITÄT

Weschselwirkungen zwischen Baugrund und Mauerwerk bestehen bei jedem Bauwerk [21]. Die aus einem Bauwerk entstehenden Lasten werden auf dem Baugrund abgetragen. Bewegungen aus dem Baugrund ob aus Lasten oder z.B. aus Bergsenkungen wirken sich auf ein Bauwerk aus. Unterschiedliche Bewegungen (Verzerrungen) des Baugrundes erzeugen Spannungsänderungen in Bauwerksteilen.

Die Meßergebnisse des Laserlots zeigen, daß die Bewegungen noch nicht abgeklungen sind. Somit erfährt die Tragkonstruktion der St. Marienkirche eine veränderten Kraftverlauf.

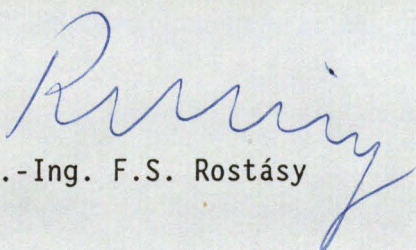
Bei einer Sanierung ist darauf zu achten, daß eine Versteifung des Bauwerkes zu vermeiden ist. Dies würde unweigerlich zu erheblichen Spannungskonzentrationen führen.

## 8 ARBEITSPLAN 1994 - 1995

Die Forschungstätigkeiten an der St. Marienkirche befinden sich im angestrebten Zeitplan.

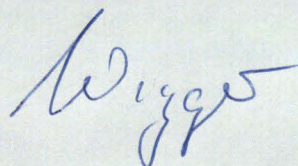
Im April 1994 werden die Meßsysteme an die TU Dresden (Institut für Tragwerke und Baustoffe, Bautechnisches Meß- und Versuchswesen, Prof. Dr.-Ing. Opitz) übergeben. Die Arbeiten werden in Abstimmung mit der Leitstelle und der MPA-Braunschweig fortgeführt.

Der Direktor

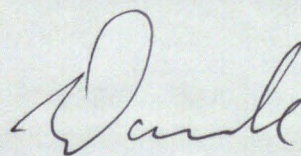


Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy

Die Sachbearbeiter



Dipl.-Ing. H. Wigger



Dipl.-Ing. P. Warnecke